

IDENTIFIKASI SEBAB-SEBAB KERUSAKAN OPRIT JEMBATAN DAN ALTERNATIF PENANGANANNYA PADA JEMBATAN BUIHOMAU-DAUDERE TIMOR LESTE

(Studi Kasus : Oprit Jembatan, Dengan Menggunakan Program *Plaxis V.8.2*)

INTISARI

Jembatan Buihomau-Daudere merupakan bangunan sipil yang terletak di Kecamatan Iolomar Kabupaten Lautem. Dengan adanya jembatan ini diharapkan mampu mempermudah arus transportasi dan perekonomian masyarakat setempat. Pada bagian sisi oprit jembatan arah Daudere telah terjadi kelongsoran atau kerusakan, untuk itu perlu diadakan perbaikan dan peningkatan stabilitas. Pondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis dari pondasi dalam yang umum digunakan, fungsi dari pondasi jenis ini adalah untuk menyalurkan beban struktur kelapisan tanah keras yang mempunyai daya dukung tinggi yang letaknya cukup dalam dari muka tanah.

Data penyelidikan tanah yang didapat dari Dinas Pekerjaan Umum Dili, antara lain data sondir CPT dan SPT, berdasarkan data yang ada, dapat diperkirakan jenis tanah dilokasi tersebut sangat bervariasi dari pasir lunak sampai dengan tanah sangat keras. Dalam menganalisis daya dukung tiang pancang penulis menggunakan beberapa metode perhitungan seperti, metode *Schnertmann dan Nottingham*, metode *Mayerhof*, metode *Terzaghy dan Peck*.

Dari hasil perhitungan, daya dukung tiang pancang, metode *Schnertmann dan Nottingham*, $Q_u = 339,45$ kN, metode *Mayerhof*, $Q_u = 257$ kN, metode *Terzaghy dan Peck*, $Q_u = 205,56$ kN. Dengan menggunakan metode-metode diatas, daya dukung tiang pancang lebih aman menggunakan nilai terkecil yaitu, metode *Terzaghy dan Peck*, $Q_u = 205,56$ kN. Untuk efisiensi tiang menggunakan pendekatan yang disarankan oleh *Converse-Laberre Formula*, $E_g = 0,85 < 1$, dan keruntuhan blok $= 4,07 > 2$. Perbandingan antara perhitungan manual dan hasil program *Plaxis v.8.2*, defleksi tiang pada perhitungan manual $= 0,009$ m dan hasil *running program Plaxis v.8.2* $= 0,01$ m.

Kata Kunci : Stabilitas Oprit, Kapasitas Dukung, Hitungan Manual dan *Plaxis*

ABSTRACT

Buihomau-Daudere bridge is a civil building located in Iolomar Sub district Lautem Regency. With the existence of this bridge, it is expected to enable transportation current and local society economic. In the part of bridge oprit side to Daudere has occurred landslide or damage, therefore, it should be done renovation and stability improvement. Each stake foundation is one of general foundation types utilized. The function of this foundation is to canalize hard land layer structure that has high support capacity which is its location is deep enough from the land surface.

The land observation data obtained from Dili Public Works Department, among them were *sondir* CPT and SPT data, based on the existing data, it was estimated the land type in the location is various from soft sand to very hard land. In analyzing stake pole support capacity utilized some calculation methods such as the methods of *Schnertmann and Nottingham*, *Mayerhof*, *Terzaghy and Peck*.

Of the calculation result, stake pole support capacity were the methods of *Schnertmann and Nottingham*, $Q_u = 339.45$ kN, *Mayerhof* methods $Q_u = 257$ kN, *Terzaghy and Peck*, $Q_u = 205.56$ kN. By using above, stake pole support capacity is more secure if it used the smallest value, which were *Terzaghy and Peck*, $Q_u = 205.56$ kN method. For the pole efficiency, it utilized approach suggested with *Converse-Laberre Formula*, $E_g = 0.85 < 1$, and block collapse $= 4.07 > 2$. The comparison between manual calculation and *Plaxis* program result v. 8.2, pole deflection on manual calculation $= 0.009$ m and tht result of running program *Plaxis* result v.8.2 $= 0.01$ m.

Keywords: Oprit Stability, Support Capacity, Manual and *Plaxis* Calculation

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Jembatan merupakan struktur bangunan yang menghubungkan rute atau lalulintas transportasi yang terputus oleh sungai, rawa, danau, selat atau jalan pelintas lainnya. Kebutuhan akan sarana dan prasarana transportasi semakin meningkat hal ini menuntut perbaikan dalam pelayanan sarana dan prasarana transportasi baik jalan atau jembatan. Jembatan Buihomau-Daudere adalah salah satu urat nadi perekonomian, sosial, politik, pertahanan dan keamanan bagi sebagian besar masyarakat Timor Leste, sebagai sarana pendukung demi terciptanya pengembangan dan pembangunan dalam rangka menunjang pemerataan pertumbuhan ekonomi dan stabilitas nasional maka semua ini tidak terlepas dari pembangunan infrastruktur yang memadai. Jembatan Buihomau-Daudere yang menghubungkan jalan antara kota Dili dan kabupaten Lautem di gunakan sejak tahun 1990, merupakan jembatan peninggalan Indonesia dan masih digunakan hingga saat ini, namun pada tahun 2012 mengalami penurunan atau kerusakan yaitu pada opritnya. Kerusakan dinding penahan dan timbunan opritnya di tandai dengan terjadinya keretakan dinding penahan tanah dan timbunan oprit yang amblas.

Rumusan masalah

Dari latar belakang di atas dapat dirumuskan bahwa:

1. Bagaimana alternatif atau solusi teknis menyangkut penurunan oprit jembatan.
2. Bagaimana mendesain dimensi yang ideal dalam perencanaan dinding penahan dan dimensi pondasi tiang pancang, agar tidak terjadi defleksi yang berlebihan..

Manfaat penelitian

Manfaat dari studi ini adalah untuk memberikan masukan kepada instansi pengelola proyek yaitu Dinas Pekerjaan Umum Dili, dalam menangani permasalahan yang terjadi pada oprit jembatan Buihomau-Daudere, Timor Leste dan sebagai pengembangan Ilmu Pengetahuan dan Teknologi

Tujuan penelitian

Tujuan dari penulisan ini adalah untuk mengidentifikasi penyebab penurunan oprit jembatan. Penelitian ini mempunyai 2 (dua) tujuan utama yaitu :

1. Mengetahui alternatif atau solusi teknis menyangkut penurunan oprit jembatan.
2. Dapat mengetahui defleksi atau perpindahan horizontal dan vertikal pada konstruksi pondasi tiang pancang.

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

Stabilitas galian dan gerakan tanah akan dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain kuat geser tanah, lebar galian, jarak antara dasar galian dengan tanah keras dan kedalaman galian. Zanussi (1991), Chan (1997) dalam Raharjo dan Handoko, (2005) melaporkan kegagalan pondasi bangunan gedung di Jakarta yang disebabkan oleh gerakan tanah yang terjadi akibat galian disekitar gedung, serta mengindikasikan bahwa banyak kegagalan konstruksi terjadi karena kurangnya pengetahuan dan teknologi, penyelidikan geoteknik yang sangat minim, *design* kurang memadai, konstruksi yang salah dan kurangnya informasi dari *design* bagi pelaksana.

Tabel 2.1. Nilai Tipikal Berat Volume Tanah (sumber: soil mechanics and Foundation, Jhon Wiley & Sons., 1962)

Jenis Tanah	$\gamma_{\text{sat}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\gamma_{\text{dry}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Kerikil	20-22	15-17
Pasir bbv	18-20	13-16
Lanau	18-20	14-18
Lempung	16-22	14-21

Modulus Young

Dengan menggunakan data sondir, boring dan grafik triaksial dapat digunakan untuk mencari besarnya nilai elastisitas tanah. Nilai yang dibutuhkan adalah nilai q_c atau *cone resistance*. Nilai yang dibutuhkan adalah nilai N . Modulus elastisitas didekati dengan:

$$E = 6 (N + 5) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir berlempung)} \dots\dots\dots(2.1a)$$

$$E = 10 (N + 15) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir)} \dots\dots\dots(2.1b)$$

Dari diagram tegangan regangan nilai E_0 adalah kemiringan pada awal tahap. Untuk analisa batuan dan lempung berkonsolidasi tinggi dengan jangkauan linear elastis yang tinggi dapat langsung digunakan E_0 , sedangkan pada pasir dan lempung yang terkonsolidasi secara normal digunakan nilai E_{50} . Pada umumnya lapisan tanah yang lebih dalam akan mempunyai nilai E yang lebih besar. Nilai Modulus Young didapat dengan menggunakan rumus :

$$E_{50} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) 50}{\epsilon_{rata-rata}} \dots\dots\dots(2.2)$$

Dimana :

σ_1 = tegangan 1

σ_3 = tegangan 3

$\epsilon_{rata-rata}$ = regangan rata-rata

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral.

Nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat dalam tabel 2.7 dibawah ini :

Tabel 2.7. Nilai Perkiraan Angka Poisson Tanah (sumber : Bowles, 1997)

Macam Tanah	ν (Angka Poisson Tanah)
Lempung Jenuh	0.40 – 0.50
Lempung Tidak Jenuh	0.10 – 0.30
Lempung Berpasir	0.20 – 0.30
Lanau	0.30 – 0.35
Pasir	0.10 – 1.00
Batuan	0.10 – 0.40
Umum dipakai untuk tanah	0.30 – 0.40

Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

Menurut cara Meyerhoff (1976), untuk menentukan kapasitas dukung ujung tiang tergantung jenis tanahnya. Untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang menurut jenis tanahnya untuk tanah pasir :

$$f_b = w_1 \cdot w_2 \cdot q_{c_a} \dots\dots\dots(2.3)$$

Dimana :

w_1 = Koefisien modifikasi pengaruh skala

w_2 = Koefisien modifikasi untuk penetrasi tiang dalam lapisan pasir

q_{c_a} = Nilai rata-rata pada zona 1d dibawah ujung tiang dan 4d diatasnya

Kapasitas Dukung Ijin Didasarkan Pada Tiang Tunggal (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s) dapat dihitung dengan rumus berikut ini (Sumber : Braja M Das).

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \dots\dots\dots(2.4)$$

$$A_s = p \cdot \Delta L \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana :

α = Faktor adhesi

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

p = Keliling tiang (m)

ΔL = Panjang tiang (m)

f = Gesekan selimut

Kapasitas dukung ultimate tiang(Q_u) :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W \dots\dots\dots(2.6)$$

Karena W dianggap = 0, maka kapasitas dukung ultimit adalah:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (ton)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (ton)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (ton)

W = Berat Tiang

Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_a)

Nilai kapasitas dukung ijin tiang (Q_a) dihitung dengan memakai rumus berikut ini :

$$Q_a = SF / Q_u \dots \dots \dots (2.7)$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas dukung ultimate tiang

SF = Faktor aman tahanan ujung = 2

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u \dots \dots \dots (2.8)$$

Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk menghitung efisiensi kelompok tiang, cara yang di gunakan adalah: *Converse-Labarre formula*

$$E_g = 1 - \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots \dots \dots (2.10)$$

Efisiensi kelompok tiang :

$$E_g = \frac{Q_g}{n \cdot Q_u} \dots \dots \dots (2.11)$$

Dimana :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

E_g = Beban maksimum kelompok tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan

n = Jumlah tiang dalam kelompok

Menghitung Analisa Gaya Yang berkerja pada Kelompok Tiang.

Untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum y^2} \dots \dots \dots (2.12)$$

Persamaan – persamaan yang dibuat di kaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhannya (*Teori Terzaghi*). Rumus persamaan umum beban ultimit persatuan luas :

$$q_u = C \cdot N_c + P_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (2.13)$$

Dimana :

q_u = kapasitas dukung ultimit

c = kohesi (kN/m²)

$P_o = D_f \cdot \gamma$ = Tekanan *overburden* pada dasar pondasi (kN/m²)

D_f = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

B = lebar pondasi (m)

N_γ, N_c, N_q = factor kapasitas dukung tanah (fungsi ϕ)

Pemodelan Tanah Dalam Perhitungan Metode Elemen Hingga

Program *plaxis* merupakan program yang didasarkan prinsip metode elemen hingga yang diperutungkan khusus untuk analisa deformasi dan stabilitas permasalahan-permasalahan geoteknik. Beberapa permasalahan geoteknik dapat dianalisis dengan menggunakan program *plaxis*, seperti turap (*sheet pile*), *anchor*, pondasi, bendungan, timbungan terowongan, stabilitas lereng dan yang lainnya. Proses kalkulasinya dilakukan secara otomatis dan didasarkan pada prosedur numerik yang baku. Program *plaxis* di bagi menjadi empat program yang masing – masing program mempunyai fungsi yang berbeda-beda yaitu :

1. ***Plaxis input***
2. ***Plaxis calculation***
3. ***Plaxis output***
4. ***Plaxis curve.***

Adapun data yang akan dimasukan kedalam *program plaxis* dan rumus – rumus yang digunakan antara lain sebagai berikut ini.

1. Modulus Elastisitas

Plaxis menggunakan *modulus young* sebagai modulus kekasaran dasar pada model *elastic* dan model *Mohr-Coulomb*. Modulus kekakuan mempunyai satuan tegangan. Dalam mekanika tanah *slope* kemiringan awal biasanya ditunjukan sebagai E_0 dan *modulus scant* pada kekuatan 50% dinyatakan dalam E_{50}

2). Poisson's ratio

3). Parameter c dan φ

4). Plane strain dengan elemen segi tiga.

METODOLOGI PENELITIAN

Lokasi Penelitian

Oprit jembatan Buihomau-Daudere, Timor Leste, tepat jembatan Daudere berlokasi diantara dua Desa yaitu Desa Daudere dan Desa Luro yang dibagi oleh sungai Serukara yang terletak di Distrik Lautem.



Gambar 3.1 Peta lokasi jembatan Daudere

Pengolahan Data

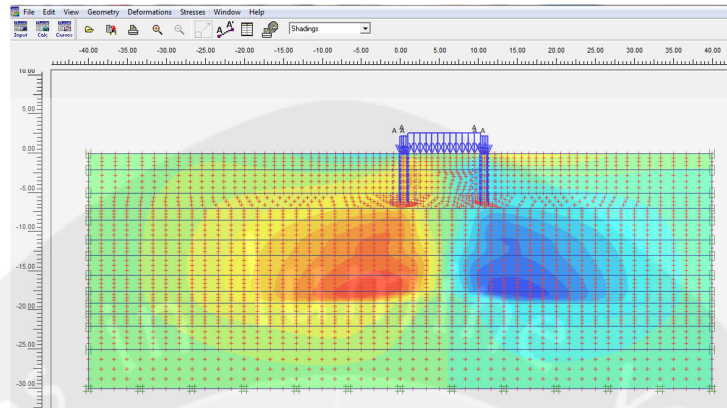
Program yang digunakan adalah *Plaxis* versi 8.2. Data tersebut kemudian di masukkan ke dalam program sebagai input, yang kemudian akan diolah. Data yang telah benar dianalisis lebih lanjut sehingga menghasilkan data output.

Pemodelan Perilaku Tanah Dalam Elemen Hingga

Dalam *Plaxis* ada beberapa jenis pemodelan tanah, tetapi model *Mohr-Coulomb* dapat dianggap sebagai suatu pendekatan yang telah mendekati perilaku tanah riil. Model *plastis-elastis* ini membutuhkan lima parameter input dasar yaitu :

1. *Modulus Young* (E),
2. *Poisson ratio* (ν),
3. Kohesi (c),
4. Sudut gesek dalam (φ),
5. Sudut dilatasi (ψ).

Plaxis menggunakan *modulus Young*, sebagai modulus kekasaran dasar pada model elastis dan model *Mohr-Coulomb*. Modulus kekakuan memiliki satuan dimensi tegangan. Pemilihan *Poisson ratio* yang digunakan dalam model elastis-plastis atau model *Mohr-Coulomb*, untuk *gravity loading* ($\sum M_{weight}$ yang meningkat dari 0 ke 1 dalam suatu kalkulasi plastis) *Plaxis* akan memberikan ratio yang realistis yaitu $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$, kerana kedua rasio ini akan memberikan rasio yang sudah dikenal yaitu $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$. Secara umum dalam banyak kasus, nilai *poisson ratio* (ν) didapatkan dalam kisaran antara 0,3 – 0,5.



Gambar 3.10. Tampilan out put pada calculation program.

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

1). Tanah

Pada desain struktur oprit ini, pondasi tiang ditopang oleh lapisan tanah pasir padat pada lokasi BH 1. Sehingga untuk analisis pada data tanah dari titik BH1 cukup representatif untuk digunakan dalam desain. Parameter kekuatan tanah diperoleh dari interpretasi data SPT pada BH-1 seperti dalam tabel 4.2.

Tabel 4.2. Data input material tanah dan pondasi kedalam program Plaxis

No	Kedalaman	γ	γ_{sat}	c	v	Φ	E
		(kN/m^3)	(kN/m^3)	(kN/m^2)		($^\circ$)	(kN/m^2)
1	0.00 -2.00	13.8	15	5	0.40	25	9133
2	2.00 – 5.00	14.2	17	5	0.40	27	11065
3	5.00 – 7.00	16.9	18	5	0.40	28	12979
4	7.00 – 8.500	17.4	21	5	0.20	35	26439
5	8.50 – 11.00	16	20	5	0.25	30	22112

2). Data bahan

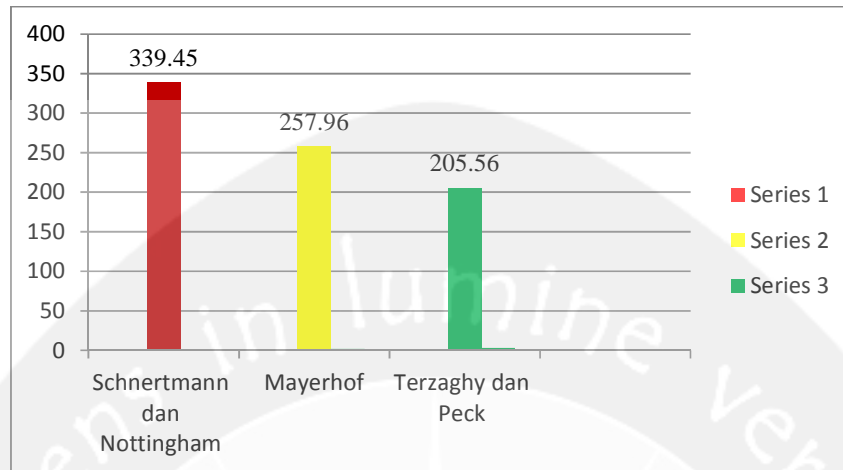
Beton bertulang tampang lingkaran.

Jenis tiang pancang :

- Diameter tiang pancang, $D = 0,30 \text{ m}$
- Panjang tiang pancang, $L = 6 \text{ m}$
- Kuat tekan beton tiang pancang, $f'_c = 24 \text{ MPa}$
- Berat beton bertulang, $W_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Hasil Analisis Perhitungan Manual dan Program *Plaxis v.8.2*

Dalam menghitung kapasitas dukung tiang dengan menggunakan faktor aman yang berbeda sesuai dengan metode perhitungan, didapat hasil yang lebih kecil yakni, metode *Terzaghy dan Peck*, ($Q_u = 205,56$). Setelah menganalisis kapasitas dukung tiang, perhitungan dilanjutkan pada efisiensi tiang (E_g), dan keruntuhan blok. Dengan menggunakan *Converse-Laberre Formula*, $E_g = 0,85 < 1$, dan keruntuhan blok memenuhi titik aman yaitu $= 4,07 > 2$. Dari hasil keluaran *running program (Plaxis v.8.2)*, terjadi perpindahan horisontal arah X (U_x), sejauh $10,35 \times 10^{-3} \text{ m}$, dan arah vertikal (U_z), sejauh $74,02 \times 10^{-3} \text{ m}$. Hasil perhitungan manual, defleksi tiang dengan ujung jepit, perpindahan horisontal sejauh $0,009 \text{ m}$. Grafik perbandingan perhitungan kapasitas dukung tiang (Q_u), dari metode-metode yang digunakan.



Grafik 4.1. Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang (Q_u)

4.6. Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan Kekuatan Bahan

Luas tiang pancang, $A = \pi/4 * D^2 = 0,0707 \text{ m}^2$

Berat tiang pancang, $W_p = A * L * w_c = 10,18 \text{ kN}$

Kuat tekan beton tiang pancang, $f'_c = 24000 \text{ kPa}$

Luas selimut tiang pancang, $A_s = \pi * d * L = 5,65 \text{ m}^2$

1. Berdasarkan Hasil Uji Sordir Metode Schnertmann dan Nottingham (1975)

	Kedalaman (meter)	Perlawanan Konus (kg/cm^2)
	3,60	35,75
	3,80	35,75
	4,00	30,64
	4,20	25,54
	4,40	30,64
	4,60	40,84
	4,80	45,96
	5,00	51,07
	5,20	56,18
	5,40	56,18
	5,60	61,29
	5,80	61,29
	6,00	61,29
	6,20	66,39
	6,40	71,50
	6,60	76,61
	6,80	76,61
	7,00	81,71
	7,20	86,82

Gambar 4.4. Perkiraan Nilai q_{ca} (base)

$$Q_u = A_b * w * q_c + A_s * K_f * q_f - W_p$$

Tahanan ujung satuan diperoleh dari nilai rata-rata q_c di sepanjang $8d$ diatas dasar tiang dan 4 dibawahnya

$$q_{c1} = 45,57$$

$$q_{c2} = 74,41$$

$$q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2})$$

$$= 59,99, \quad \omega = 0,5 \text{ (faktor } \omega \text{)}$$

a. Tahanan Ujung Satuan.

$$\begin{aligned}
 f_b &= \omega * q_{ca} \\
 &= 0,50 * 59,99 \\
 &= 29,16 \text{ kg/m}^2 \\
 29,16 \text{ kg/m}^2, \omega &\leq 150 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Luas dasar tiang :

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} * \pi * d^2 \\
 &= \frac{1}{4} * 3,14 * 0,30^2 = 0,0707 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung Ultimit Tiang.

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_b * f_b \\
 &= 0,0707 * 29,16 = 206,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek Satuan.

$$f_s = K_f * q_f, \text{ dimana } K_f = 0,9 \text{ dan } q_f = 0,4296 \text{ (data sondir)}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0,3 \text{ kg/m}^2 \\
 0,3 \text{ kg/m}^2 &< 1,2 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Oke (tiang beton)}
 \end{aligned}$$

Nilai f_s dibatasi sampai 1,2 kg/m² atau 120 kPa

d. Tahanan Gesek Ultimit.

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A_s * f_s \\
 Q_s &= \pi * d * L * f_s \\
 &= 3,14 * 0,30 * 6 * 0,3 = 169,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang.

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 206,16 + 169,56 - 10,18 = 365,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan faktor aman $F = 2$ (beton pracetak diameter seragam) diperoleh kapasitas dukung ijin tiang :

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_u / F_s \\
 &= 365,54 / 2 \\
 &= 182,77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas tarik ijin tiang $F = 4$

$$\begin{aligned}
 Q_t &= (Q_s + W_p) / F \\
 &= (169,56 + 10,18) / 4 \\
 &= 44,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Metode Mayerhoff

a. Tahanan Ujung Tiang

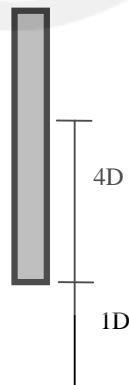
$q_{c\Box} = q_c$ rata-rata (kN/m²) pada zona 1d dibawah ujung tiang dan 4d diatasnya

$$q_{c\Box} = 61,29$$

$$f_b = \omega_1 * \omega_2 * q_{c\Box}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ca} &= 61,29 \text{ kg/cm}^2 * 98,1 \\
 &= 6102 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$= 1 * 1 * 6102 = 6102 \text{ kPa} < 15000 \text{ kPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$



Kedalaman (meter)	Perlawanan Konus (kg/cm ²)
4,80	45,96
5,00	51,05
5,20	56,18
5,40	56,18
5,60	61,29
5,80	61,29
6,00	61,29
6,20	66,39
6,40	71,50

Gambar 4.5. Perkiraan Nilai q_{ca} (base)

b. Tahanan Ujung Ultimit Tiang.

$$Q_b = A_b * f_b = 0,0707 * 6102 = 425,04 \text{ kN}$$

- c. Tekanan Gesek.
 $f_s = K_f \cdot q_f \quad q_f = f_s \text{ (Data tanah)}$
 $= 1 \cdot 98,1 \cdot 0,4296 = 42,14 \text{ kPa}$
- d. Tahanan Gesek Ultimit Tiang.
 $Q_s = \sum A_s \cdot f_s = \sum \pi \cdot d \cdot L \cdot f_s$
 $= 3,14 \cdot 0,30 \cdot 6 \cdot 42,14 = 238,18 \text{ kN}$
- e. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang.
 $Q_u = Q_b + Q_s - W_p$
 $= 425,04 + 238,18 - 10,18 = 653,04 \text{ kN}$
- f. Kapasitas Dukung Ijin Tiang.
 Untuk beban tekan diambil faktor aman $F = 2,5$
 $Q_a = Q_u / F$
 $= 653,04 / 2,5 = 261,22 \text{ kN}$
 Untuk beban tarik diambil faktor aman $F = 4$
 $Q_t = (Q_s + W_p) / F$
 $= (238,18 + 10,18) / 4 = 62,09 \text{ kN}$
3. Berdasarkan Dukung Ijin Kelompok Tiang (Terzaghi & Peck 1948).
 $Q_g = 2 \cdot D \cdot (B+L) \cdot C_u + 1,3 \cdot c_b \cdot N_c \cdot B \cdot L$
 $= 2 \cdot 6 \cdot (1,3+2,8) \cdot 57,70 + 1,3 \cdot 57,70 \cdot 9 \cdot 1,3 \cdot 2,8$
 $= 5296,17 \text{ kN}$
- a. Kapasitas Ijin Kelompok Tiang.
 $= 5296,17 / 3$
 $= 1756,39 \dots\dots\dots (1)$
- b. Kapasitas Dukung Ijin Didasarkan Pada Tiang Tunggal.
 $Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot A_s$
 $= 0,63 \cdot 57,70 \cdot 5,65 = 205,56 \text{ kN}$
 $Q_b = A_b \cdot C_u \cdot N_c$
 $= 0,0707 \cdot 57,70 \cdot 9 = 36,71 \text{ kN}$
 $Q_u = Q_s = 205,56 \text{ kN}$, Dengan $F = 2$ Kapasitas dukung tiang tunggal
 $Q_a = Q_u / F$
 $= 205,56 / 2 = 102,78 \text{ kN}$
4. Efisiensi Tiang (Converse – Laborre Formula).

$$E_g = \frac{1 - \theta^{\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}}}{1}$$

 $= 1 - \theta^{\frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \cdot 2 \cdot 3}} = \frac{7}{540}$
 $\theta = \arctg d/s$
 $= \arctg (0,3 / 1,25)$
 $= 13,50$
 $E_g = 1 - (13,50)^{\frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \cdot 2 \cdot 3}}$
 $= 0,83$
 $= 0,83 < 1$ (Titik aman) → untuk efisiensi tiang tidak boleh lebih dari 1
 Keruntuhan Blok :
 $= S / d$
 $= 1,25 / 0,30$
 $= 4,07, 4,07 > 2$ (titik aman), Nilai keruntuhan blok harus lebih besar 2

$$E_g = \frac{Q_g}{n \cdot Q_u} = \frac{5296,17}{6 \cdot 205,56} = 4,29$$
5. Kapasitas Dukung Ultimit Kelompok Tiang dengan Memperhatikan Faktor Efisiensi Tiang
 $Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u$
 $= 4,29 \cdot 6 \cdot 205,56 = 5291,11 \text{ kN}$
 Kapasitas dukung kelompok tiang ijin $= E_g \cdot n \cdot Q_a$
 $= 0,85 \cdot 6 \cdot 102,78 = 524,18 \text{ kN} \dots\dots\dots (2)$
 Beban yang dapat didukung kelompok tiang adalah nilai terkecil $= 524,18 \text{ kN}$

4.7. Perhitungan Kekuatan Dinding Penahan Tanah

a. Profil Tanah Dinding Penahan Tanah.

Dimensi dinding penahan tanah :

$$b_1 = 0,50$$

$$b_2 = 2,00$$

$$b_3 = 1,50$$

$$h_1 = 4,00$$

$$h_2 = 0,35$$

$$h_{L1} = 4,35 \quad (\text{Lapisan Tanah 1})$$

$$h_{L2} = 6,00 \quad (\text{Lapisan Tanah 2})$$

$$h_w = 6,00$$

$$\square_{\text{beton}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$d = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Tiang} = 6,00 \text{ m}$$

Lapisan Tanah 1.

$$\square = 13,83$$

$$\square_1 = 0,00$$

$$\square = 90,00$$

Lapisan Tanah 2

$$\square_b = 13,83$$

$$\square_1 = 0,00$$

Absis Tiang

$$\text{Baris 1 : } x = -1,25 \text{ m}$$

$$\text{Baris 2 : } x = 0 \text{ m}$$

$$\text{Baris 3 : } x = +1,25 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 2*(-1,25)^2 + 2*(0)^2 + 2*(+1,25)^2$$

$$= 6,25 \text{ m}^2$$

Berat Bangunan Total = Berat Dinding Penahan Tanah + Berat *Pile Cap*

Berat Dinding Penahan Tanah =

$$W_t = \square_{\text{dinding}} * (3,00 * 3,76)$$

$$= 2500 * (11,28)$$

$$= 28200 \text{ kg} \rightarrow 28,2 \text{ Ton}$$

Berat *Pile Cap*

$$= 3,00 * 2,00 * 0,35 * 2500$$

$$= 5250 \text{ kg} \rightarrow 5,25 \text{ Ton}$$

Berat Bangunan Total

$$= 28200 \text{ kg} + 5250 \text{ kg}$$

$$= 33450 \text{ kg} \rightarrow 334,5 \text{ kN} \rightarrow 33,45 \text{ Ton}$$

Momen Terhadap Sumbu Y Akibat Gaya Horizontal terhadap Dasar *Pile Cap*

$$M_y = H_y = 329,52 * 1,8 = 593,14 \text{ kN.m}$$

4.8. Perhitungan Gaya-gaya Vertikal pada masing-masing Tiang.

Tiang Deret 1.

$$Q_1 = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2}$$

$$= \frac{334,5}{6} + \frac{593,14 * (-1,25)}{6,25}$$

$$= 55,75 + (-118,63) = -62,88 \text{ (Tarik)}$$

Tiang deret 2

$$Q_1 = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_2}{\sum x^2}$$

$$= \frac{334,5}{6} + \frac{593,14 * (0)}{6,25}$$

$$= 55,75 \text{ (Tekan)}$$

$$Q_1 = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_3}{\sum x^2}$$

$$= \frac{334,5}{6} + \frac{593,14 \cdot (1,25)}{6,25}$$

$$= 55,75 + 118,63 = 174,38 \text{ (Tekan)}$$

Gaya Horizontal pada masing-masing tiang :

$$H_i = \frac{H}{n} = \frac{593,14}{6} = 98,86 \text{ kN} \rightarrow \text{per 1 tiang dapat menahan gaya sebesar 98,86 kN}$$

4.9. Perhitungan Gaya Horizontal Ultimit dan Defleksi Tiang

➤ Perhitungan H_u pada ujung bawah tiang :

$$\begin{aligned} H_u &= 9 \cdot C_u \cdot d (L - 3d/2) \\ &= 9 \times 57,70 \times 0,30 (6 - 3 \times 0,30/2) \\ &= 864,6 \end{aligned}$$

$$\text{Momen maksimum} = H_u \cdot (L/2 + 3d/4)$$

$$= 864,6 (6/2 + 3 \times 0,30/4)$$

$$= 2788,3 \text{ kN.m} > M_y = 593,14$$

Jika momen $M_{\text{mak}} > M_y$ maka tiang termasuk tiang pancang

$$M_{\text{mak}} = 2788,3 > M_y = 593,14$$

$$f = H_u / (9 \cdot C_u \cdot d)$$

$$= 864,6 / (9 \cdot 57,70 \cdot 0,30)$$

$$= 5,55$$

➤ Perhitungan Defleksi Tiang Gaya Horizontal H bekerja pada arah sumbu -X.

$$k_h = n_h \cdot (z/d) \quad (n_h = \text{koefisien variasi modulus, Tabel 2.5})$$

$$= 2425 \cdot (6/0,30)$$

$$= 48500$$

$$E_p = 4 \cdot 2,4 \cdot 10^6$$

$$I_p = (1/64 \cdot 3,14 \cdot 0,30^4) - 1/64 \cdot 3,14 \cdot 0,18^4$$

$$= 3,46 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_h \cdot d}{4 \cdot E_p \cdot I_p}}$$

$$= 4 \sqrt{\frac{48500 \cdot 0,30}{4 \cdot 2,4 \cdot 10^6 \cdot 3,46 \cdot 10^{-4}}}$$

$$= 1,4$$

$$\beta \cdot L = 1,4 \cdot 6 = 8,4 \text{ m} > 1,5 \text{ (termasuk tiang pancang).}$$

Defleksi tiang dengan ujung jepit:

$$y_0 = \frac{H_i \cdot \beta}{k_h \cdot d}$$

$$= \frac{98,86 \cdot 1,4}{48500 \cdot 0,30}$$

$$= 0,009 \text{ m} = 9 \text{ mm} < 1 \text{ cm} \dots \text{(aman)}$$

➤ Faktor aman terhadap Keruntuhan akibat gaya horizontal yang bekerja :

$$F = \frac{h_u}{h/n} = \frac{864,6}{343,14/6} = 15,12$$

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

1. Dalam menghitung kapasitas dukung tiang, metode yang digunakan adalah metode *Terzaghy dan Peck* karena hasil yang didapat lebih kecil bila dibandingkan dengan metode-metode lainnya.
2. Dari hasil perhitungan efisiensi tiang dan keruntuhan blok, memenuhi syarat aman, efisiensi tiang, $E_g = 0,83 < 1$, dan keruntuhan blok $= 4,29 > 2$.
3. Perbandingan antara hasil perhitungan manual dan hasil *running program* (*Plaxis v.8.2*), tidak jauh berbeda, perhitungan manual perpindahan horisontal $= 0,009 \text{ m}$ dan *running program* perpindahan horisontal $= 0,01 \text{ m}$

4. Dengan menggunakan dimensi *pile cap*, tinggi, 0,35 m, lebar, 2 m, pancang tiang panjang, 6 m, berdiameter, 0,30 m, dapat menahan gaya-gaya atau beban yang bekerja bekerja pada oprit jembatan.

5.2. Saran

1. Sebelum melakukan perhitungan hendaknya kita memperoleh data teknis yang lengkap, karena data tersebut sangat menunjang dalam membuat analisa perhitungan.
2. Perlu penelitian lebih lanjut dengan menggunakan berbagai metode atau pendekatan untuk mendapatkan hasil yang akurat.
3. Hendaknya menggunakan beberapa bentuk tiang pondasi dalam menganalisa daya dukung pondasi dan efisiensi tiang pancang.

DAFTAR PUSTAKA

- Braja, Das M. 1991, "Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)", Jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Bowles 1992, "Analisis dan Desain Fondasi", Jilid 1, Edisi keempat, Erlangga, Jakarta
- Gadjah Mada University Press. Hardiyatmo, Hary Christiady. 2007. *Mekanika Tanah 2*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C, 2002, "Teknik Fondasi I", Edisi Kedua, PT. Gramedia Jakarta,
- Meyerhof, G. G. and A. M. Hanna. (1978), "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soils under Inclined Load," *Can,eotech. J.*,vol. 15, pp. 565-572.
- Skempton, A.W. (1986), *Standard Penetration Tests Procedures and the Effects in sand of Overburden Pressure, Relative Density. Particle Size, Aging and Overconsolidation*, *Geotechnique*, Vol. 36., No.3. pp. 425- 447.
- Terzaghi, K., Pect, R.B. and Mesri, G. (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3 rd. Ed. John Wileyand Sons, New York.